بررسی فشار جانبی در دیواره‌ی پل‌های یک‌پارچه بر اثر اعمال تغییر مکان سیکلی*

جعفر بلوری بزاز[۱] سعید رسولی[۲]

چکیده *برای تعیین ضریب فشار جانبی در حالت سکون در مجاورت دیوارهای حائل روابط گوناگونی پیشنهاد شده است که هر کدام برای شرایط ویژه خود تعریف می‌شوند و به‌کار می‌روند. این روابط معمولاً تابع خواص خاک مانند زاویه‌ی اصطکاک، نسبت پواسون و ضریب بیش تحکیمی می‌باشند. از طرفی در پل‌های یک‌پارچه که دیوار حایل آن تحت اثر تغییر مکان‌های سیکلی قرار دارد این روابط دقت خود را از دست داده و فقط تابع خواص مکانیکی خاک نیستند. در تحقیق حاضر اثر تغییر مکان افقی قسمت فوقانی دیوار پل‌های یک‌پارچه که بر اثر تغییرات درجه حرارت روزانه به قسمت فوقانی دیوار این‌گونه پل‌ها اعمال می‌شود مورد بررسی قرار گرفته است. به این منظور یک مدل آزمایشگاهی کامل طراحی و ساخته شد به گونه‌ای که قادر به اعمال تغییرمکان افقی سیکلی با دامنه‌های گوناگون و با تعداد سیکل مورد نظر می‌باشد. برای تعیین افزایش فشار افقی وارد بر دیوار (در شرایط سکون، فعال و یا مقاوم) تنش سنج‌های مینیاتوری در ترازهای مختلف روی دیوار نصب گردید. داده‌های نیروسنج نصب شده و نیز تغییرمکان اعمال‌شده در سیستم داده‌نگار ذخیره می‌شود. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که ضریب فشار افقی در دیوارهایی که تحت اثر تغییرمکان افقی قرار دارند نه تنها در عمق خطی نیست بلکه تابع زاویه‌ی اصطکاک خاک، تراز گوناگون دیوار و تعداد سیکل تغییرمکان اعمال شده می‌باشد. از طرفی نتایج بیانگر این نکته است که بر اثر اعمال تغییرمکان افقی، مصالح پشت دیوار متراکم می‌شوند به‌گونه‌ای که پدیده‌ی آرچینگ به‌وجود می‌آید و موجب کاهش فشار افقی در ترازهای پایین دیوار می‌گردد.*

واژه‌های کلیدی دیوار حایل، تغییرمکان افقی سیکلی، ضریب فشار افقی.

An Investigation on Lateral Earth Pressure in Integral Bridges Due to the Cyclic Loading

J. Bolouri Bazaz S. Rasouly

Abstract S*everal relationships to assess at-rest pressure coefficient in retaining walls, have been developed by different researchers. These suggested relationships are generally a function of mechanical soil parameters such as internal friction angel, Poison Ratio and over-consolidation ratio. In integral bridges, however, this coefficient is also a function of many other parameters other than soil characteristics. The deck of this type of bridges is subjected to the horizontal movement, which results in cyclic load to be applied to the bridged wall. In the present research, the influence of this cyclic loading on the lateral earth pressure is investigated. A prototype laboratory model of a retaining wall, with cohesionless backfill, was developed in which different cycles of lateral displacement with various amplitudes were applied to the wall. The model was instrumented by small pressure cells to measure the earth pressure at-rest, active and passive conditions. Additionally, the applied load and displacement to the wall were measured, using load cell and LVDT.The results of this study indicate that the variation of at-rest earth pressure coefficient with depth is not linear and it is not only a function of internal friction angel but dependent to the depth and number of cycles. Finally, it could be concluded the cyclic loading causes the backfill material becomes stiffer and stiffer so that an arching is formed. This results in a reduction in lateral earth pressure in the lower parts of the wall.*

Keywords Retaining wall, Cyclic Displacement, Lateral Earth Pressure.

★تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۸/۱۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۲/۱۳ می‌باشد.

(۱) دانشیار گروه عمران، دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده‌ی مسؤول: عضو هیأت علمی دانشگاه بیرجند و دانشجوی دکتری ژئوتکنیک دانشگاه فردوسی.

مقدمه

امروزه تخمین و اندازه‌گیری فشارهای وارد بر دیوارهای حائل، اهمیت ویژه‌ای برای طراحی پیدا کرده است. اکثر مهندسان به‌منظور محاسبه‌ی ضریب فشار جانبی خاک در حالت‌های مختلف از فرضیه‌های رایج در مهندسی ژئوتکنیک استفاده می‌کنند (روابط کولمب، رانکین یا جکی). براساس این فرضیه‌ها توزیع تنش در پشت دیوار به‌صورت خطی در نظر گرفته می‌شود. اما این فرضیه در مورد دیواره‌های پل‌های یک‌پارچه که تحت اثر تغییر مکان‌های سیکلی هستند صحیح نیست. مطالعات آزمایشگاهی نشان داده است که مقادیر تنش وارد به دیوار و مقدار ضریب فشار جانبی، تابع حرکت و چرخش دیوار است و توزیع خطی آن کاملاً صادق نیست [1]. مقدار فشار در حالت قائم دیوار تابع عوامل دیگری است که باید بررسی‌های بیش‌تری صورت پذیرد و عوامل مؤثر بر آن مورد ارزیابی قرار گیرد [2]. محققان با استفاده از روابط تئوری و هم‌چنین در بعضی موارد با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی، روابطی را پیشنهاد کرده‌اند. در بیش‌تر مطالعات سعی بر این بوده است که صحت فرمول $k_0=1-\sin\varphi'$ مورد ارزیابی قرار گیرد و تصحیحاتی بر روی آن صورت پذیرد. به‌طور کلی نتایج حاصل از تحقیقات به‌عمل آمده نشان می‌دهد که در حالت تغییر مکان جانبی سیکلی، حداکثر ضریب رانش خاک حدود ۳۰ درصد بیش از ضریب رانش جانبی در حالت قائم دیوار (قبل از شروع اعمال تغییر مکان سیکلی) می‌باشد. فنگ و ایشی باشی نمونه‌های آزمایشگاهی مختلف از دیوارهای حائل تحت فشار رانش خاک را ساختند و توزیع فشار خاک را بر اثر بارگذاری سیکلی برای حالت‌های گوناگون دوران دیوار حول تکیه‌گاه خود بررسی نمودند و موقعیت اثر برآیند نیروی فعال را به‌دست آوردند [3]. نتایج تحقیقات مشابه دیگری که با استفاده از دستگاه سانتریفوژ انجام شده نشان می‌دهد که با دورشدن دیوار از خاک و رسیدن به حالت فعال، نیروی رانش به کمینه مقدار خود می‌رسند و هنگامی که دیوار به سمت خاک دوران کند بیشینه نیروی رانش ایجاد می‌گردد [4].

از جمله اولین تحقیقاتی که در این زمینه ارائه شده است تحقیق جکی می‌باشد. وی رابطه‌ی زیر را برای خاک‌های دانه‌ای و ماسه‌های شل تا متوسط پیشنهاد کرد [5].

$$k_0 = 1-\mathrm{Sin}\varphi' \frac{\left(1+\frac{2}{3}\mathrm{Sin}\varphi'\right)}{1+\mathrm{Sin}\varphi'} \qquad (۱)$$

در این رابطه k_0 و φ' به‌ترتیب ضریب فشار خاک در حالت سکون و زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک می‌باشد. وی در تحقیقات بعدی خود این رابطه را به‌صورت زیر ساده نمود [5].

$$k_0 = 1-\mathrm{Sin}\varphi' \qquad (۲)$$

مقدار k_0 حاصل از رابطه‌ی (۲) برای ماسه‌های شل با مقادیر تجربی به‌دست آمده تا حدی سازگار است لیکن نیاز به بررسی بیش‌تری نیز دارد. از میان سایر تحقیقات انجام شده می‌توان به کارهای انجام گرفته توسط مصری و حیات اشاره کرد که رابطه‌ی (۳) نتیجه‌ی تحقیقات آن‌ها برای محاسبه k_0 می‌باشد [6].

$$k_0 = \left(1+\frac{2}{3}\mathrm{Sin}\varphi'\right)\left(\frac{1-\mathrm{Sin}\varphi'}{1+\mathrm{Sin}\varphi'}\right) \qquad (۳)$$

این رابطه برای خاک‌های دانه‌ای شل که عادی تحکیم یافته باشند صادق است و نمی‌توان آن را برای خاک‌های متراکم استفاده کرد. برای خاک‌های با تراکم متفاوت، ورث رابطه‌ی زیر را پیشنهاد کرد [7]:

$$k_{0(OC)} = k_{0(NC)}(OCR)-[\frac{\mu}{(1-\mu)}](OCR-1) \qquad (٤)$$

هم‌چنین روابط (٦و٥) برای خاک‌های دانه‌ای پیشنهاد شده است [8]. در این روابط $k_{0(NC)}$ ضریب فشار

جانبی خاک‌های عادی تحکیم یافته و $k_{0(OC)}$ ضریب خاک‌های بیش تحکیم یافته و OCR ضریب پیش تحکیمی می‌باشد که از تقسیم نسبت سربار ایجاد شده به تنش قائم ناشی از وزن خاک در عمق مورد بررسی به‌دست می آید.

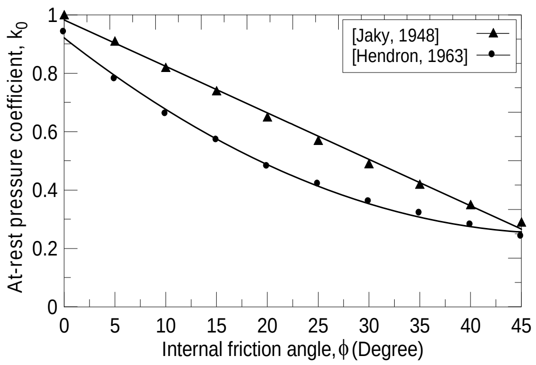
$$k_{0(NC)} = 1 - \sin\varphi \tag{۵}$$

$$k_{0(OC)} = (1 - \text{Sin}\varphi')(OCR)^{\text{Sin}\varphi'} \tag{٦}$$

هندرن رابطه‌ی (۷) را برای محاسبه‌ی k_0 که تابعی از φ' است پیشنهاد کرد [9].

$$k_0 = \frac{1}{2}\left[\frac{1+\frac{\sqrt{6}}{8}-3\left(\frac{\sqrt{6}}{8}\right)\sin\varphi'}{1-\frac{\sqrt{6}}{8}+3\left(\frac{\sqrt{6}}{8}\right)\sin\varphi'}\right] \tag{۷}$$

در شکل (۱) مقادیر k_0 به‌دست آمده از رابطه‌های (۷ و ۲) نشان داده شده است.



شکل ۱ مقایسه‌ی مقادیر k_0 با استفاده از روابط Hendron و Jaky

همان‌گونه که بیان شد تغییرات مقدار k_0 هنگامی که دیوار حائل در طول زمان و بر اثر عواملی مانند تغییرات درجه حرارت تحت بارگذاری سیکلی باشد از اهمیت ویژه برخوردار است. در مدل‌های آزمایشگاهی، تغییرات تنش افقی σ'_h توسط فشارسنج‌های نصب‌شده در ترازهای گوناگون مورد اندازه‌گیری قرار گرفته و تنش قائم σ'_v با توجه به وزن مخصوص ماسه مورد آزمایش در تراز مورد نظر محاسبه شده و سپس تغییرات $k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ تعیین گردیده است [10].

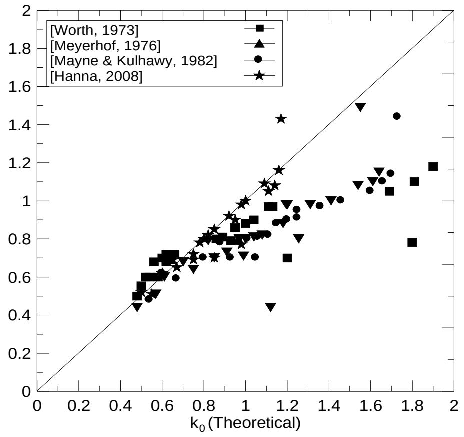
شریف و مکی به‌کمک یک مدل فیزیکی، نیروی رانش وارد به دیوار حائل را تحت اثر بار سیکلی با دامنه‌ی تغییرمکان‌های گوناگون دیوار مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داده‌است که رانش وارد به دیوار در اثر بارگذاری سیکلی مقدار قابل توجهی نسبت به بارگذاری استاتیکی افزایش می‌یابد. بیش‌ترین افزایش رانش در اولین سیکل بارگذاری مشاهده می‌شود و با افزایش تعداد سیکل‌ها نرخ افزایش رانش کاهش می‌یابد [11]. نتایج حاصل از تحقیقات آزمایشگاهی دیگری نیز نشان می‌دهد که در حالت بارگذاری سیکلی حداکثر ضریب رانش حدود ۲۰ درصد بیش‌تر از مقادیر حاصل از راه تحلیلی استاتیکی است [12]. فنگ و ایشی باشی نیز در تحقیقات خود توزیع فشار افقی را برای حالت‌های مختلف دوران سیکلی دیوار مورد بررسی قرار دادند و موقعیت اثر نیروی رانش را به‌دست آورند [3].

هم‌چنین نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی دیگری نشان می‌دهد که برای حالت تغییرمکان انتقالی دیوار، توزیع رانش مقاوم خطی است و تطابق نسبتاً خوبی با نتایج حاصل از تئوری رانش جانبی خاک در تراز افقی دارد، درحالی‌که مقدار و نقطه‌ی اثر آن بسته به دامنه‌ی تغییرمکان متفاوت بوده است [13]. در آزمایش‌های انجام‌گرفته در مقیاس واقعی، مقادیر ضرایب فشار جانبی در حالت فعال و مقاوم تعیین گردید. نتایج نشان داده است که اعمال تغییرمکان سیکلی و دامنه‌ی آن می‌تواند تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر مقدار نیروی رانش و ضریب فشار جانبی داشته باشد [1]. نتایج تمامی این آزمایش‌ها نشان داده که عوامل متعددی بر k_0 تأثیر گذاشته‌اند که از آن میان می‌توان به تأثیر مقدار سربار σ'_v در تغییرات σ'_h اشاره کرد. هانا مدل دیوار حائلی را ساخت و اثر سر بار را در ماسه‌های پیش تحکیم یافته بررسی نمود و در نهایت

تصحیحاتی را برای فرمول‌های مورد اشاره ارائه کرد. لیکن تدقیق این موضوع برای زاویه‌های اصطکاک داخلی مختلف کم‌تر مد نظر بوده است. هانا رابطه‌ی (۸) را برای خاک‌های دانه‌ای با ضرایب پیش‌تحکیمی متفاوت پیشنهاد داد که با نتایج آزمایش‌ها تا حدی تطابق دارد. [14] .

$$k_{0(OC)} = (1-\mathrm{Sin}\varphi')(OCR)^{(\mathrm{Sin}\varphi'-0.18)} \qquad (۸)$$

هم‌چنین در شکل (۲) مقایسه‌ای بین k_0 به‌دست آمده از روابط تئوری و مقادیر آزمایشگاهی قبلی انجام شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود این روابط برای شرایط خاص نیاز به اصلاح دارند.



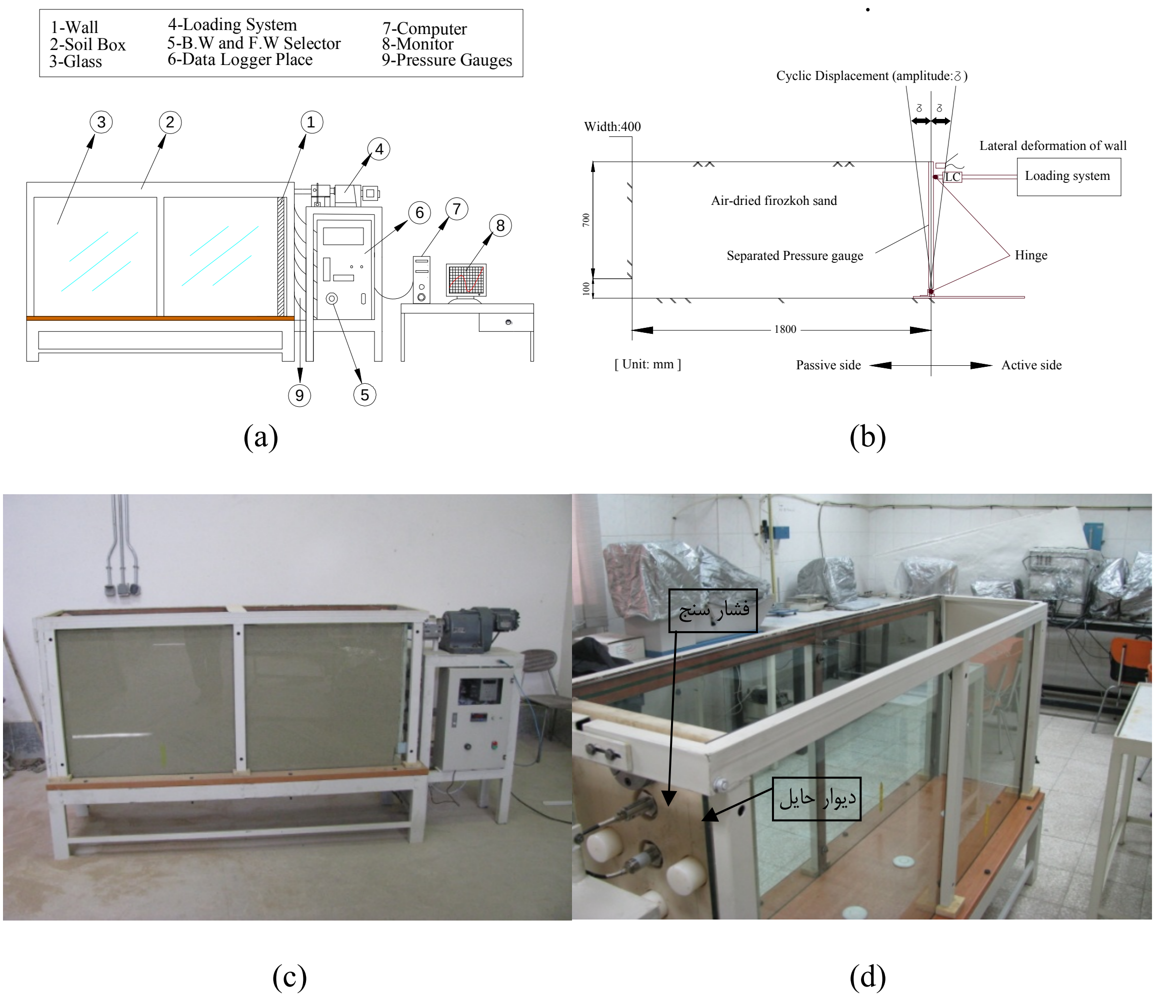
شکل ۲ مقایسه بین مقادیر k_0 در حالت تئوری وآزمایشگاهی [14]

تامورا و همکاران نیز با استفاده از دستگاه سانتریفوژ تحقیقات مشابه را انجام دادند. نتایج نشان می‌داد که با دورشدن دیوار از خاک و رسیدن به حالت فعال، نیروی رانش به کمینه مقدار خود رسیده و هنگامی که دیوار به سمت خاک دوران کند بیشینه نیروی رانش ایجاد می‌گردد [15].

تحقیق حاضر کوششی برای تعیین فشار و ضریب جانبی خاک در حالت سکون (قبل از انجام اعمال بارگذاری سیکلی) و نیز مقدار این ضریب یا فشار جانبی پس از اعمال تعداد معینی تغییر مکان دوره‌ای (سیکلی) به دیوار است. این تحقیق با استفاده از یک مدل آزمایشگاهی که در دانشکده‌ی مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد طراحی و ساخته شد، انجام گردید. تنش سنج‌های نصب‌شده روی دیوار این دستگاه قادر به تعیین فشار جانبی خاک در ترازهای گوناگون می‌باشد. جزئیات دستگاه و روش انجام آزمایش‌ها در بخش‌های آینده شرح داده شده است.

مدل آزمایشگاهی

از جمله پارامترهای مؤثر در این آزمایش عبارتند از تعداد سیکل بارگذاری و زاویه‌ی اصطکاک داخلی بر مقدار ضریب k_0 و $k_{0\text{-}y}$ که به‌ترتیب ضریب فشار جانبی خاک پس از پر کردن مخزن از مصالح و قبل از شروع آزمایش (k_0) و پس از اعمال تغییر مکان سیکلی و هنگامی که دیوار در حالت قائم گرفته ($k_{0\text{-}y}$) نامیده شده است. به‌منظور بررسی این پارامترها از یک مدل آزمایشگاهی دیوار حایل که قادر به دوران حول یک لولا (که در قسمت پایین دیوار نصب شده است) می‌باشد استفاده شد. به‌کمک این مدل آزمایشگاهی، رانش دینامیکی خاک تحت اثر تغییر مکان سیکلی به‌صورت افقی قابل ارزیابی است. هم‌چنین تأثیر پارامترهای گوناگونی مانند نوع خاک، تراکم خاک، نوع سربار و اصطکاک بین دیوار و خاک را علاوه بر روابط تئوری، به‌صورت آزمایشگاهی نیز می‌توان به‌دست آورد. این دستگاه شامل مخزن خاک، دیوار صلب، سیستم اعمال نیرو و اندازه‌گیری آن، سیستم تعیین فشار افقی خاک در حالت‌های گوناگون، سیستم اعمال و تعیین تغییرمکان افقی دیوار در بالای دیوار و نیز سیستم ثبت اطلاعات می‌باشد. بخش‌های گوناگون این دستگاه که تصویر شماتیک آن در شکل (۳) نشان داده‌شده‌است در بخش‌های بعدی شرح داده می‌شود. لازم به یادآوری است حرکت دیوار به سمت خاک (مقاوم) و دور شدن از خاک (فعال) به‌ترتیب با BW و FW در این شکل نشان داده شده است.



شکل ۳ مدل دیوار حائل ساخته شده در دانشکده‌ی مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد: (a) نمای کلی مدل آزمایشگاهی (b) مقطع طولی مدل (c) تصویری از مدل آماده‌ی انجام آزمایش (d) تصویری از فشارسنج‌ها و دیوار حائل مورد استفاده در مدل

مخزن خاک

مخزن خاک این مدل آزمایشگاهی که به‌صورت مکعب مستطیل ساخته شده دارای ابعاد ۱۸۰۰×۸۰۰×۴۰۰ میلی‌متر می‌باشد. طول مخزن به‌اندازه‌ای انتخاب شده که ناحیه‌ی گسیختگی در داخل مخزن قرار گیرد. ارتفاع و عرض دیوار متحرک به‌ترتیب برابر ۷۰۰ و ۴۰۰ میلی‌متر است که قادر به دوران حول یک لولا که در ارتفاع ۱۰ سانتی‌متری نسبت به کف مخزن نصب شده می‌باشد. در وجه مقابل دیوار متحرک دیوار ثابتی نصب‌شده‌است که روی آن دریچه‌ای تعبیه شده که توسط آن مخزن را به‌راحتی می‌توان تخلیه نمود. دو وجه جانبی طولی مخزن با شیشه‌ی ضخیم و ایمن ساخته شده تا امکان مشاهده و نیز اندازه‌گیری تغییر شکل‌های سطح خاک درون مخزن فراهم شود.

دیوار صلب

در وجه جانبی عرضی مخزن، دیوار صلبی که از پلاستیک فشرده ساخته شده نصب گردیده است. این دیوار می‌تواند با استفاده از یک اتصال لولایی حول پایین‌ترین قسمت خود دوران کند. به‌منظور کسب اطمینان از حرکت صلب دیوار، تغییرمکان افقی دیوار

در ترازهای گوناگون اندازه‌گیری شد. رابطه‌ی خطی بین تغییرمکان‌های افقی، بیانگر سختی بالا و عدم خم شدن آن بر اثر اعمال بار افقی بود. در لبه‌های دیوار از نوار فشرده‌ای استفاده شد به گونه‌ای که در اثر تغییر مکان افقی دیوار، از نفوذ ماسه به پشت آن جلوگیری نموده و اصطکاک دیوار را با جداره‌ی شیشه به حداقل ممکن کاهش دهد. روی این دیوار شش ترانس‌دیوسر برای تعیین فشار جانبی خاک نصب شد. هم‌چنین در قسمت فوقانی دیوار، اتصالی تمام مفصلی طراحی شده‌است که بتوان با اعمال نیروی افقی توسط یک موتور، دیوار را به‌مقدار مورد نظر دوران داد (شکل ٤)

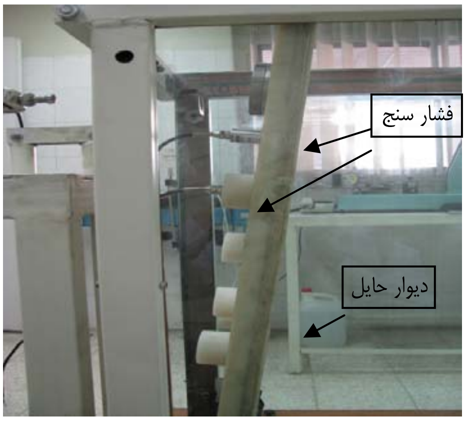
سیستم ثبت و اعمال نیرو

اعمال تغییر مکان توسط یک موتور بدون لرزش با سرعتی در محدوده‌ی $0.01 \leq v \ (mm/min) \leq 1.0$ که به‌صورت رفت و برگشت عمل می‌کند انجام می‌شود. این حرکت توسط یک میله به دیوار منتقل می‌شود.

برای کنترل مقدار نیروی وارد به دیوار از یک نیروسنج که در مسیر اعمال بار به دیوار به‌صورت سری نصب شده استفاده شده است.

فشارسنج خاک

برای اندازه‌گیری فشار خاک در ترازهای مختلف دیوار از فشارسنج‌هایی که قبلاً کالیبره شده بودند استفاده شد. این فشار سنج‌ها به یک سیستم داده‌نگار متصل است که می‌تواند داده‌ها را اخذ کند و در یک کامپیوتر ذخیره نماید. در شکل (۵) یکی از این فشارسنج‌ها دیده می‌شود. قبل از انجام آزمایش تمام فشارسنج‌ها (که فشار جانبی خاک را نشان می‌دهند) با استفاده از وسیله‌ی ساخته‌شده کالیبره شدند تا داده‌ها و میزان تنش‌های افقی ثبت‌شده بدون اشکال باشد.



شکل ٤ دیوار صلب و فشارسنج نصب شده بر آن جهت تعیین فشار افقی خاک



شکل ۵ فشارسنج برای اندازه‌گیری فشار جانبی خاک وارد بر دیوار

تغییرمکان‌سنج

برای ثبت تغییرمکان افقی قسمت فوقانی دیوار از یک تغییرمکان‌سنج لیزری با دقت ۰/۰۱ میلی‌متر استفاده شده است.

سیستم ثبت اطلاعات

قراءت داده‌های ترانس‌دیوسرهای تنش‌سنج و تغییرمکان‌سنج و نیز نیروسنج توسط دستگاه جمع‌آوری داده‌ها انجام می‌شد و سپس در کامپیوتر ضبط می‌گردید. سیگنال‌های آنالوگ خروجی از فشارسنج‌ها با استفاده از یک مبدل به‌صورت دیجیتال تبدیل می‌شد و در کامپیوتر ذخیره می‌گردید.

مصالح مورد مطالعه

در تحقیق حاضر دو نوع ماسه با زاویه‌ی اصطکاک متفاوت و ترکیب‌های گوناگون مورد آزمایش قرار گرفته است. هر دو نوع ماسه‌ی در سیستم طبقه‌بندی متحد در گروه SW قرار می‌گیرند. زاویه‌ی اصطکاک داخلی ماسه اول (F) که موسوم به فیروزکوه می‌باشد برابر با ۳۱ درجه است، در حالی که زاویه‌ی اصطکاک داخلی ماسه دوم (Q) که ماسه‌ای تیز گوشه و کوارتزی می‌باشد دارای زاویه‌ی معادل ٤٥ درجه می‌باشد که با استفاده از آزمایش برش مستقیم به‌دست آمده است. از ترکیب درصدهای وزنی مختلف این دو نوع ماسه، مصالح دانه‌ای با زاویه‌های اصطکاک داخلی متفاوت به‌دست آمد. جدول (۱) مشخصات مکانیکی چهار نوع ماسه‌ی ترکیبی مورد آزمایش را نشان می‌دهد. ماسه‌های ترکیبی هر یک با علامت اختصاری مانند F80-Q20 مشخص شده است. در این نام‌گذاری F و Q به‌ترتیب بیانگر ماسه‌ی فیروزکوه و ماسه کوارتزی تیزگوشه است و عددی که بلافاصله بعد از هر یک از این حروف آمده‌است، بیانگر درصد وزنی ماسه‌ی فیروزکوه و ماسه‌ی کوارتزی در ترکیب می‌باشد. دانه‌بندی ماسه‌ی فیروزکوه و مخلوط آن با ماسه‌ی کوارتزی در شکل (٦) نشان داده شده است.

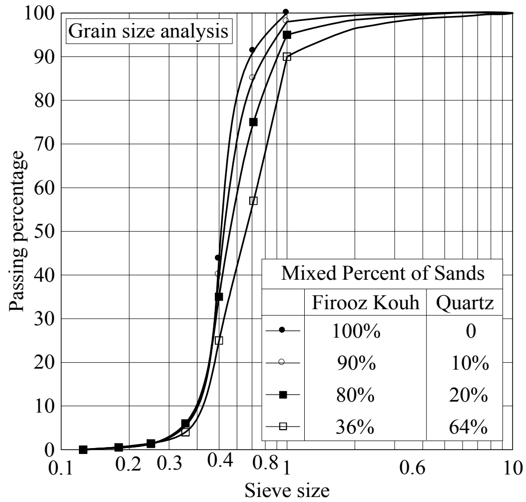
ترکیب‌های مختلف دو نوع ماسه‌ی فوق منجر به تولید مصالح دانه‌ای با نسبت تخلخل بیشینه ۰/۹۸ تا ۱/۰٤ و کمینه ۰/٦۰٥ تا ۰/۷۰۷ شده است. زاویه‌ی اصطکاک داخلی ماسه‌های ترکیبی که بر اساس آزمایش برش مستقیم در حالت خشک به‌دست آمده در جدول (۱) آورده شده است.

روش ساخت نمونه

به‌منظور تولید نمونه‌های با تراکم یکسان از روش بارش ماسه استفاده شده است. بدین منظور استوانه‌ای ساخته شد که به‌صورت آویز از سقف قرار گرفت و در زیر آن یک لوله‌ی انعطاف‌پذیر نصب گردید. براساس ارتفاع سقوط ذرات خاک به داخل مخزن که قبلاً کالیبره شده‌است می‌توان به‌راحتی با تغییر در ارتفاع، نمونه‌هایی با تراکم نسبی متفاوت ساخت. برای کنترل وزن مخصوص نمونه‌ها، هنگام ریختن ماسه درمخزن دستگاه، چند ظرف کوچک به فاصله از دیوار (حدود ۷۰ سانتی‌متر) در ترازهای گوناگون قرار داده شد. پس از پر شدن مخزن و هنگام تخلیه‌ی آن، با وزن کردن ماسه‌ی داخل ظروف و با توجه به حجم آن‌ها، به‌راحتی وزن مخصوص خاک تعیین گردید.

جدول ۱ مشخصات ماسه‌های مورد استفاده در آزمایش‌ها

نمونه	γ	درصد ماسه‌ی فیروزکوه و ماسه‌ی کوارتزی		φ	E
	kN/m^3	F	Q	(درجه)	
F100-Q0	۱٥/۰۹	٪۱۰۰	٪۰	۳۱	۰/۷۹
F90-Q10	۱٥/۱۰	٪۹۰	٪۱۰	۳۳	۰/۷۸
F80-Q20	۱٥/۱۲	٪۸۰	٪۲۰	۳۸	۰/۷۸
F64-Q36	۱٥/۳۰	٪٦٤	٪۳٦	٤۳	۰/۷٦



شکل ٦ دانه‌بندی ماسه‌ی فیروزکوه و مخلوط‌های آن با ماسه‌ی کوارتزی

برنامه‌ی آزمایش‌ها

همان‌گونه که بیان شد در تحقیق حاضر سعی شده‌است که اثر تغییرمکان سیکلی‌دیوار بر مقدار ضریب رانش جانبی خاک $k_{0\text{-}y}$ در ماسه‌های با ضریب اصطکاک مختلف بررسی گردد. بدین‌منظور با استفاده از مدل آزمایشگاهی شکل (۳) پس از اعمال تغییر مکان‌های دوره‌ای، مقدار $k_{0\text{-}y}$ با توجه به قراءت تنش افقی در فشارسنج‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. چگونگی انجام آزمایش‌ها و برنامه‌ی آن‌ها در زیر خلاصه شده است:

۱- ابتدا مخزن دستگاه با هر یک از چهار نوع ماسه ترکیبی پر شد. قبل از اعمال هر گونه تغییرمکان به دیوار، تنش‌های وارد به دیوار ثبت گردید. مقادیر این تنش‌ها در حقیقت بیانگر تنش افقی در حالت سکون است.

۲- پس از قراءت اولیه، آزمایش با اعمال تغییر مکان دیوار در بالاترین نقطه‌ی آن به طرف خاک (حالت مقاوم) آغاز گردید. بدیهی است تغییر مکان بالاترین نقطه‌ی دیوار موجب دوران آن حول لولای نصب شده در پایین می‌گردد. سرعت اعمال تغییر مکان دیوار که توسط موتور محرک در پشت آن تأمین می‌گردید در کلیه‌ی آزمایشات ثابت و برابر 0.1mm/min بود.

۳- پس از آن‌که تغییر مکان بالاترین نقطه‌ی دیوار به مقدار بیشینه‌ی آن ($\pm\delta_{max}$) رسید، حرکت آن متوقف شد و با تعویض جهت حرکت موتور، دیوار با همان سرعت 0.1mm/min به طرف عقب کشیده شد (حالت فعال) و تا زمانی که مقدار تغییرمکان در حالت فعال به مقدار بیشینه‌ی آن در جهت مخالف($\pm\delta_{max}$) برسد حرکت دیوار به سمت عقب ادامه یافت. سپس حرکت دیوار متوقف شد و مجدداً با تعویض جهت حرکت موتور، دیوار به طرف خاک حرکت کرد تا زمانی که دیوار به حالت قائم درآمد. از ابتدای حرکت از حالت قائم اولیه تا رسیدن مجدد به حالت قائم یک سیکل نامیده شده است.

٤- جهت بررسی اثر اعمال سیکل‌های تغییر مکان بر مقدار ضریب فشار جانبی خاک، قرائت تنش‌های افقی علاوه بر حالت سکون (بند ۱)، پس از اعمال ۵، ۲۰ و ۵۰ سیکل بارگذاری انجام گردید.

۵- به‌منظور بررسی اثر میزان تغییرمکان بیشینه($\pm\delta_{max}$) بر مقدار ضریب فشار جانبی خاک، آزمایش‌ها بر روی چهار نوع ماسه‌ی ترکیبی و با اعمال چهار

تغییر مکـان مختلـف شـامل $\pm\delta_{max}=1, 2, 4$ & 7 mm انجام شده است.

در تحقیق انجام‌شـده توسـط سـوگیموتو در پل‌های یـک‌پارچـه‌ی سـاخته‌شـده در مـدل یـک مطالعـه‌ی مـوردی در مقیـاس واقعـی، تغییرمکـان عرشه بر اساس تغییـر دماهـای سـیکلی روزانـه و سالیانه اندازه‌گیری شده است. بر این اساس مقدار $\delta/2H$ برای تغییرات روزانه ۰/۰۲ درصـد و بـرای تغییرات سـالیانه برابـر ۰/۵ درصـد بـر آورد شـده است . بنابراین در تحقیق حاضر بـا توجـه ارتفـاع دیوار حایل در مدل آزمایشگاهی ساخته شـده کـه ۷۰ سـانتی‌متـر مـی‌باشـد، حـداکثر تغییرمکـان در آزمایش‌ها برابر ۷ میلی‌متـر (۰/۵درصـد) انتخـاب شده است[1].

٦- با توجه به چهار نوع ماسه‌ی ترکیبی و اعمال چهار تغییرمکان مختلف، تعداد آزمایش‌های انجـام‌شـده در این تحقیق ١٦ آزمـایش مـی‌باشـد کـه قـراءت تنش‌ها در هر آزمایش در حالـت سـکون (قبـل از هرگونه حرکت دیـوار) و پـس از اعمـال ۵، ۲۰ و ۵۰ سیکل بارگذاری انجام شده است.

همان‌گونه که بیان گردید فشـارسـنج‌هـای نصـب شده، فشار افقی را اندازه‌گیری می‌کنند. ضـریب فشـار جانبی خاک، k_{0-y}، با تقسیم کردن تـنش افقـی قـراءت شده بر تنش قائم در هر نقطه (که معادل وزن خاک در آن تراز می‌باشد) محاسبه گردید.

نتایج آزمایش‌ها

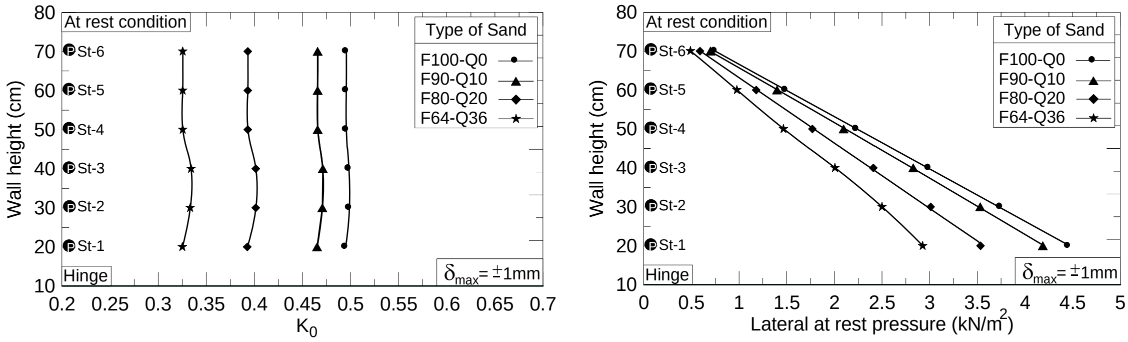
همان‌گونه که بیـان گردیـد در ایـن تحقیـق، تعـداد ١٦ آزمایش بـر روی ٤ نـوع ماسـه بـا زاویـه‌ی اصـطکاک متفاوت جدول (۱) انجام شد که نتایج آن در ٤ قسمت به‌ازای چهار دامنه‌ی تغییرمکان مختلف $\pm\delta_{max}=1, 2, 4$ &7 mm ارائه گردیـده اسـت. امـا همـان‌گونـه کـه در بخش‌های قبل نیز ذکر شد تنش‌های افقی وارد به دیوار بلافاصـله پـس از پـر کـردن مخـزن و قبـل از اعمـال هرگونه تغییر مکان به دیوار بیانگر شرایط سکون است و بدیهی است برای چهار دامنه‌ی فوق یکسان خواهـد بود. بنابراین ابتدا نتایج شرایط سکون و سـپس مقـادیر تنش افقی برای چهار دامنه‌ی فوق ارائه شده است.

شرایط سکون

مقادیر تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهـار نوع ماسه‌ی مورد آزمایش در این تحقیـق در ترازهـای مختلف در شکل (۷) نشان داده شده است. همان‌گونـه که ملاحظه می‌شود تغییرات تـنش خطـی مـی‌باشـد و مقدار ضریب فشار جانبی، k_0 نیز در عمق ثابت است.

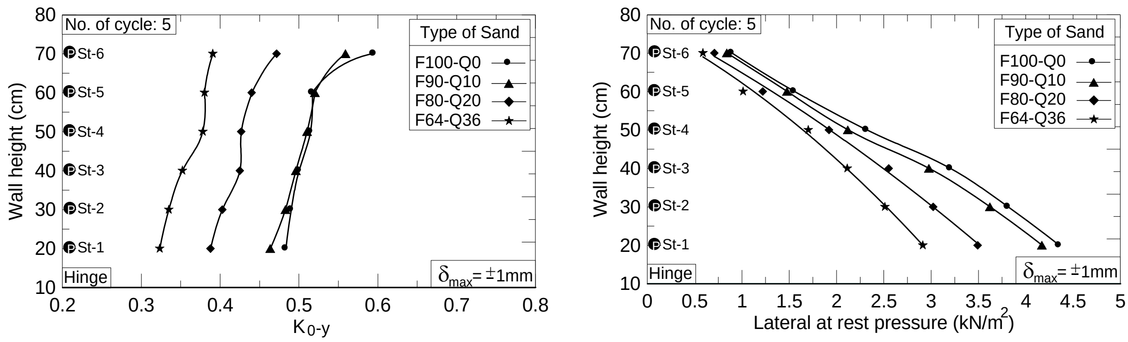
تغییر مکان $\delta_{max} = \pm 1mm$

در اولین گروه آزمایش‌ها، تغییر مکان اعمـال شـده بـه قسـمت فوقـانی دیـوار معـادل ۱ میلـی‌متـر بـود و در سیکل‌های مختلف تنش‌های افقی در ترازهای گوناگون ثبت شد. تنش افقی و نیز ضـریب فشـار جـانبی بـرای چهار نوع ماسه‌ی مورد آزمایش در ترازهای مختلـف و پس از ۵ سیکل در شکل (۸) نشان داده شده است. بـا توجه به این‌کـه دامنـه‌ی تغییـرمکـان اعمـالی کوچـک مـی‌باشـد (کمتـر از ۰/۱ درصـد ارتفـاع دیـوار)، در سیکل‌های اولیه، تغییر قابـل ملاحظـه‌ای در تـنش‌هـای افقی نسبت به حالت سکون ملاحظه نمی‌شود .تغییر در مقدار k_{0-y} نیز وابسته به فشارهای جانبی است. اگرچـه تغییرات تنش افقی خطی است اما مقدار ضریب فشـار جانبی خاک پس از ۵ سیکل در عمق ثابت نیست و بـا افزایش عمق افزایش می‌یابد.



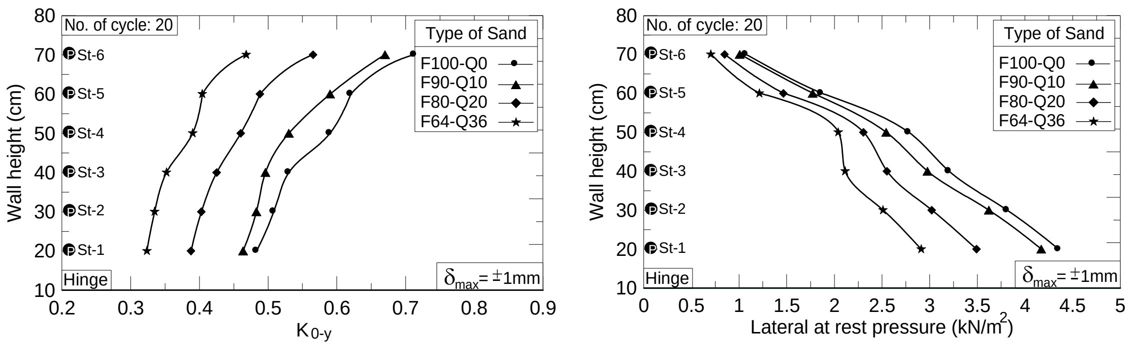
b a

شکل ۷ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (k_0) برای چهار نوع ماسه



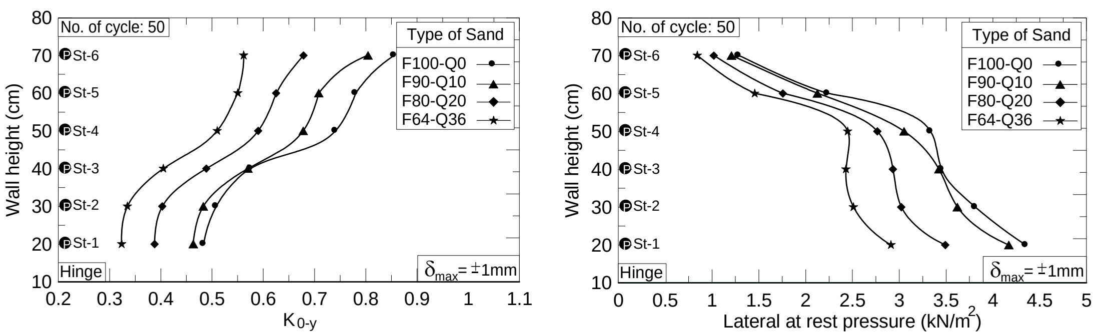
b a

شکل ۸ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه



b a

شکل ۹ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



b a

شکل ۱۰ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه

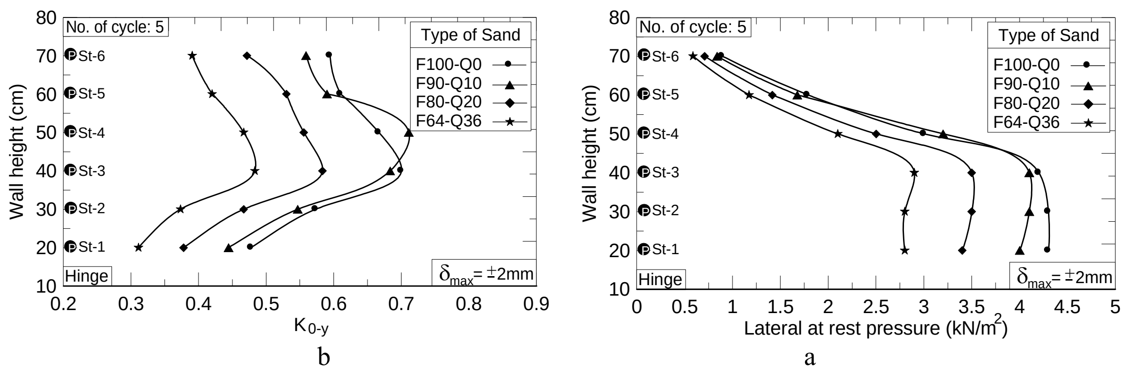
در شکل (۹) تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، k_{0-y} ، برای چهار نوع ماسه در ترازهای مختلف و پس از ۲۰ سیکل نشان داده شده است. با توجه به افزایش تعداد سیکل تغییرات ضریب فشار جانبی با افزایش عمق ثابت نیست و کاهش قابل ملاحظه‌ای از خود نشان می‌دهد. هم‌چنین تغییرات تنش افقی نیز رژیم خطی خود را از دست می‌دهد که بیانگر تغییر ساختار خاک مانند زاویه‌ی اصطکاک داخلی در عمق‌های پایین‌تر است.

تغییرات تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، k_{0-y} ،برای چهار نوع ماسه در ترازهای مختلف و پس از ۵۰ سیکل در شکل (۱۰) نشان داده شده است. در این حالت نیز تغییرات ضریب فشار جانبی با افزایش عمق ثابت نیست و کاهش قابل‌ملاحظه‌ای از خود نشان می‌دهد. هم‌چنین تغییرات تنش افقی نه تنها روند افزایش خطی خود را از دست می‌دهد بلکه دارای یک نقطه بیشینه می‌باشد که تقریباً در نیمه‌ی عمق دیوار قرار دارد. هم‌چنین افزایش ضریب فشار جانبی بیانگر تغییر مجدد ساختار خاک می‌باشد.

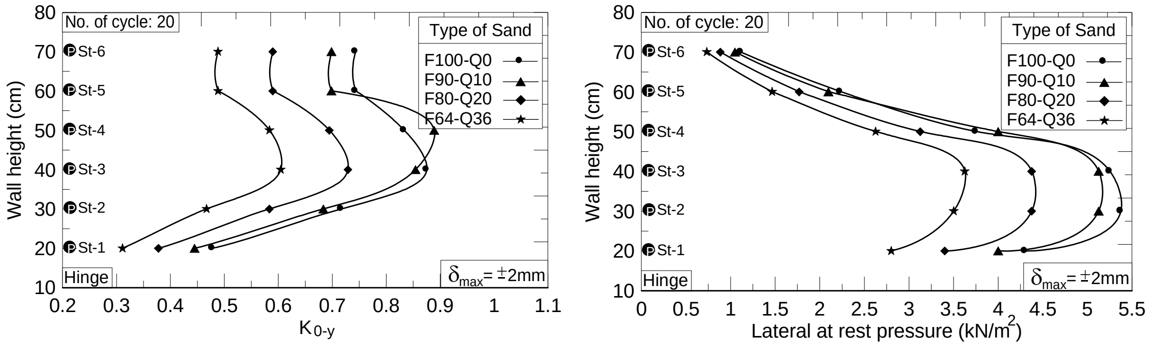
تغییرمکان $\delta_{max} = \pm mm$

در دومین گروه آزمایش‌ها، تغییرمکان اعمال شده به قسمت فوقانی دیوار معادل ۲ میلی‌متر بود و در سیکل‌های مختلف تنش‌های افقی در ترازهای گوناگون ثبت شد. تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه‌ی مورد آزمایش در ترازهای مختلف و پس از ۵ سیکل در شکل (۱۱) نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود با افزایش دامنه‌ی تغییرمکان اعمالی از ۱ میلی‌متر به ۲ میلی‌متر پس از سیکل تنش‌های افقی از حالت خطی خارج می شود و در عمق پایین‌تری از دیوار تنش افقی تغییر قابل ملاحظه‌ای نمی‌کند. به عبارت دیگر تنش افقی در حدود یک‌سوم پایین دیوار ثابت است و یا تغییرات کمی دارد که بیانگر پدیده‌ی قوس‌زدگی می‌باشد. به همین دلیل روند تغییرات k_{0-y} نیز دارای یک بیشینه می‌باشد که بیانگر تغییر ساختار کامل خاک است.

در شکل (۱۲) تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، k_{0-y} ، برای چهار نوع ماسه در ترازهای مختلف و پس از ۲۰ سیکل نشان داده شده است. با توجه به افزایش تعداد سیکل تغییرات ضریب فشار جانبی با افزایش عمق ثابت نیست و کاهش قابل ملاحظه‌ای از خود نشان می‌دهد. هم‌چنین تغییرات تنش افقی نیز از نیمه‌های عمق دیوار به پایین کاهش می‌یابد که بیانگر کاهش اثر تنش قائم است.

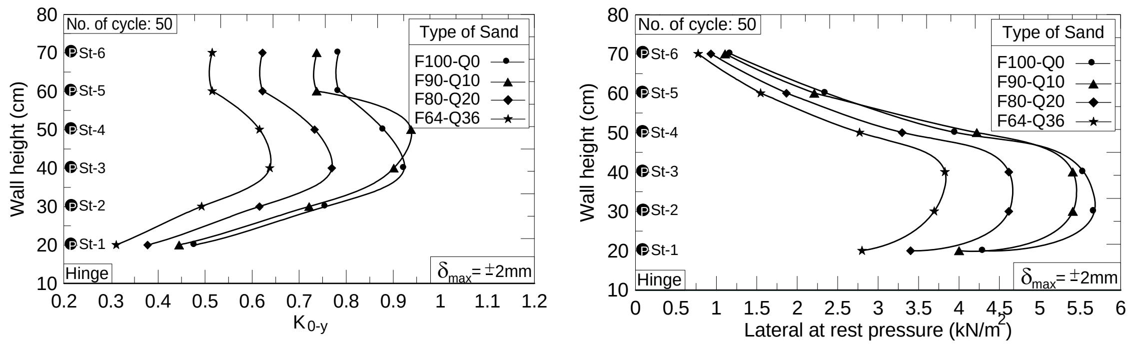


شکل ۱۱ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه



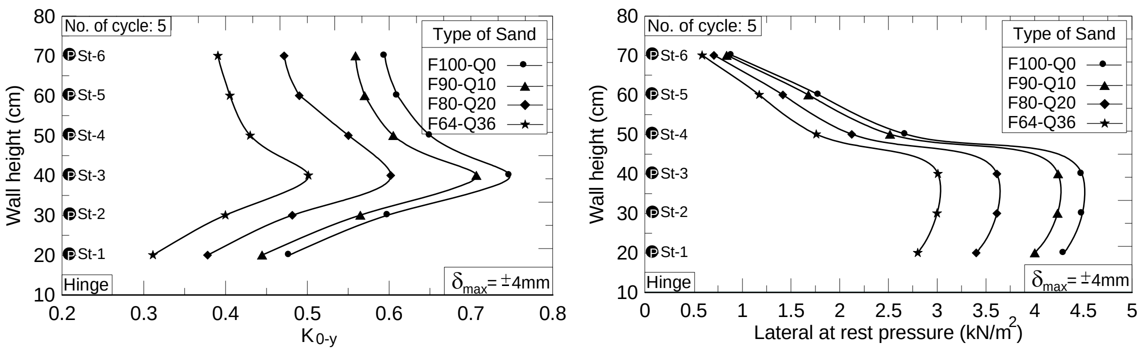
b a

شکل ۱۲ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



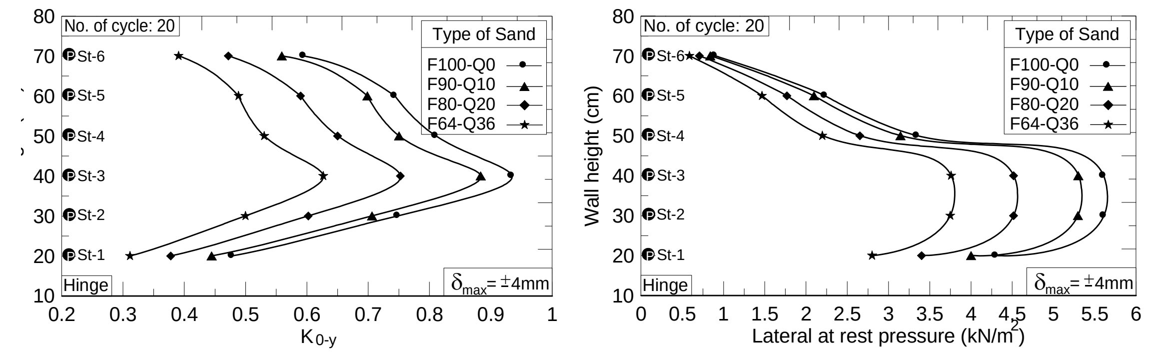
b a

شکل ۱۳ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



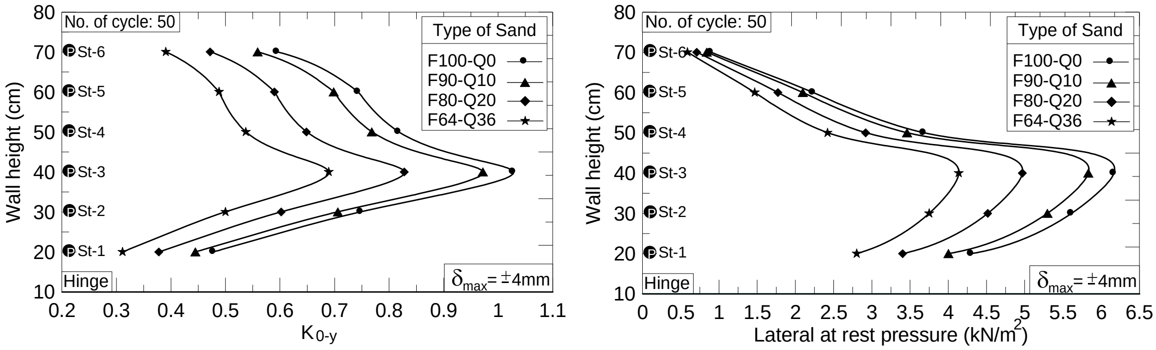
b a

شکل ۱٤ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه



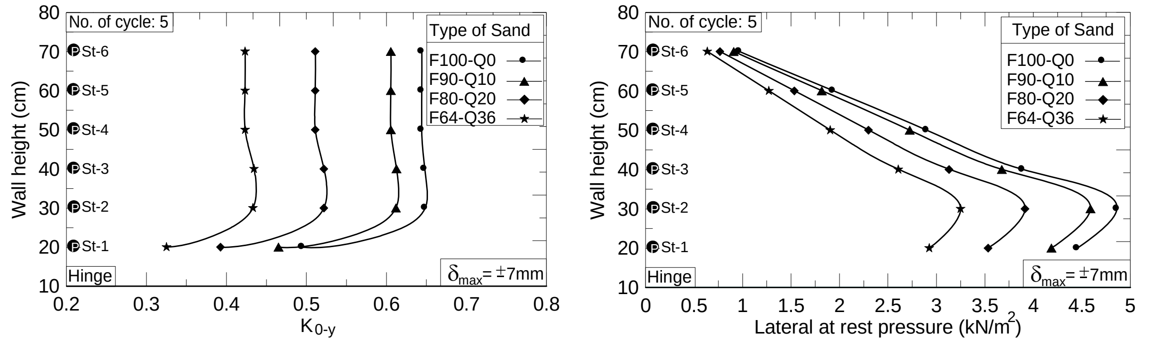
b a

شکل ۱۵ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



b a

شکل ١٦ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



b a

شکل ١٧ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه

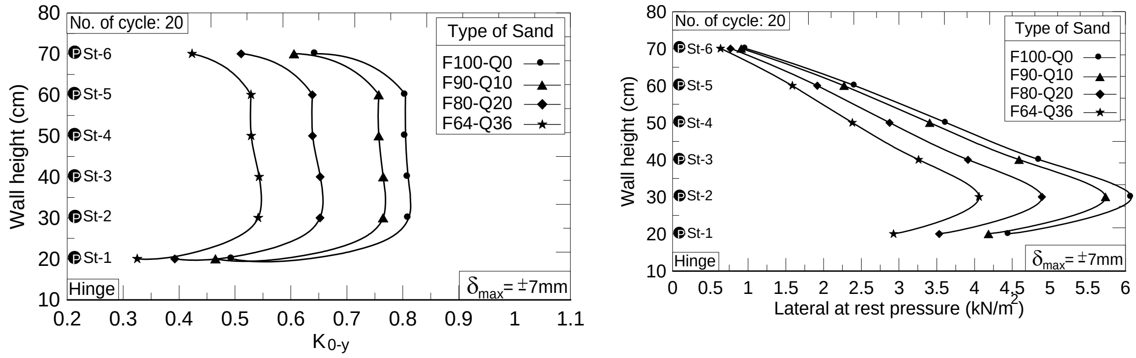
تغییرمکان $\delta_{max} = \pm 14mm$

در سومین گروه آزمایش‌ها، تغییر مکان اعمال شده به قسمت فوقانی دیوار معادل ٤ میلی‌متر در نظر گرفته شد تا اثر بزرگی دامنه بررسی بیش‌تری گردد. تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه مورد آزمایش در ترازهای مختلف و پس از ۵، ۲۰ و ۵۰ سیکل به‌ترتیب در شکل‌های (١٦-١٤) نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود روند کلی تغییرات تنش افقی و ضریب k_{0-y} مشابه است اما مقدار تنش افقی و نیز بیشینه مقدار ضریب فشار جانبی با افزایش تعداد سیکل روند افزایشی دارد.

تغییرمکان $\delta_{max} = \pm 7mm$

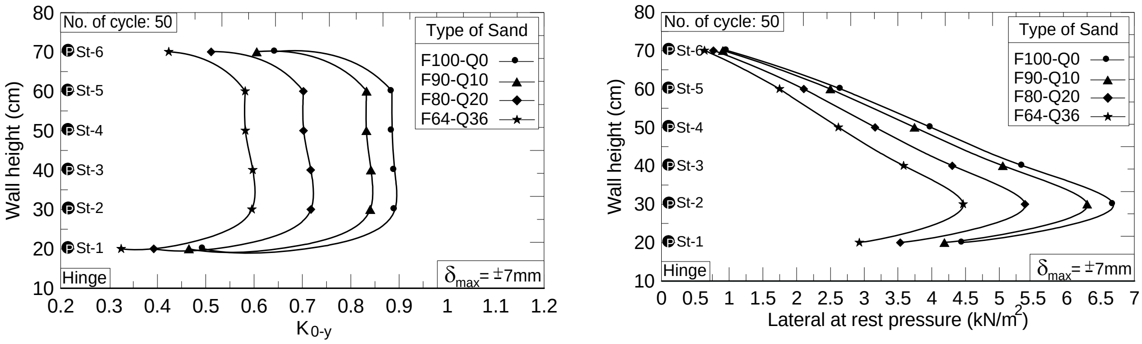
در آخرین گروه آزمایش‌ها، تغییرمکان اعمال شده به قسمت فوقانی دیوار معادل ۷ میلی‌متر بوده است تا اثر دامنه‌های کاملاً بزرگ مطالعه گردد. تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه‌ی مورد آزمایش در ترازهای مختلف و پس از ۵ سیکل در شکل (١٧) نشان داده شده است. در این حالت تغییرات k_{0-y} دارای بیشینه نبوده و فقط در عمق‌های پایین روند کاهشی دارد.

در شکل (١٨) تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، k_{0-y}، پس از ۲۰ سیکل نشان داده شده است. روند تغییرات تنش افقی و ضریب فشار جانبی مشابه حالت قبل می‌باشد. این روند نیز پس از اعمال ۵۰ سیکل که در شکل (١٩) نشان داده شده تغییری نداشته جز آن‌که فقط مقدار آن تغییر یافته است.



b a

شکل ۱۸ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



b a

شکل ۱۹ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه

تفسیرنتایج

همان‌گونه که قبلاً بیان شد هدف از انجام این تحقیق بررسی اثر دوران سیکلی دیوارهای پل‌های یکپارچه بر مقادیر تنش افقی و ضریب فشار جانبی خاک بوده است. مهم‌ترین تأثیر دوران سیکلی (که نتیجه‌ی آن اعمال بارهای سیکلی بر دیوار است)، تغییر رفتار خاک دانه‌ای پشت دیوار می‌باشد. این تغییر رفتار را می‌توان در دو پارامتر زیر به خوبی مشاهده نمود:

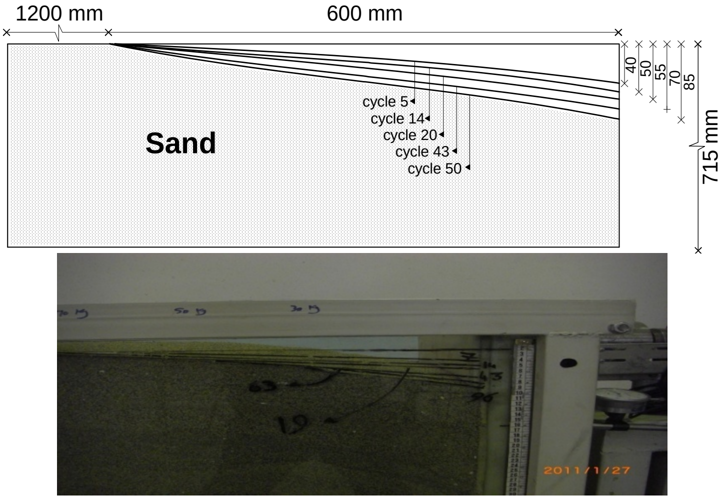
تغییر رژیم ضریب فشار جانبی. ضریب فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی تابعی از زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک، ϕ است و در عمق مقدار آن ثابت می‌باشد (روابط (۷-۱) و شکل (٦) که از نتایج این تحقیق به‌دست آمده است)، اما مقدار و چگونگی تغییرات این ضریب در دیوارهای حایل پل‌های یک‌پارچه به مقدار دوران آن و نیز تعداد سیکل اعمال شده بستگی دارد. به‌عبارتی هنگامی که دامنه کوچک باشد (به‌عنوان مثال δ_{max}=± 1 mm و پس از سیکل پنجم، شکل (۷) تغییرات k_{0-y} تقریباً خطی است و با افزایش تعداد سیکل شیب آن افزایش می‌یابد (شکل ۹). با افزایش دامنه‌ی تغییرمکان اعمال شده، تغییرات این ضریب از حالت خطی درمی‌آید و ابتدا یک روند افزایشی دارد و سپس کاهش می‌یابد. البته باید یادآوری شود که ضریب k_{0-y} هنگامی اندازه‌گیری شده که دیوار از حالت مقاوم به حالت سکون رسیده است.

تغییر مقدار تنش افقی. تنش افقی همیشه تابعی از سربار اعمال شده و یا به‌عبارتی وزن خاک می‌باشد.

بدیهی است هنگامی که توزیع تنش قائم ناشـی از وزن خاک خطی باشد توزیع تنش افقی نیـز خطـی خواهـد بـود. شـکل (٦) کـه تـنش افقـی ثبـت‌شـده توسـط تنش‌سنج‌ها را بلافاصله پس از پر کردن مخزن از ماسه و قبل از اعمال هرگونه تغییرمکان سیکلی نشان می‌دهد به خوبی بیانگر توزیع خطی تـنش افقـی اسـت. رفتـار مصالح دانه‌ای بر اثر دوران و اعمال تغییر مکان سیکلی به نقطه‌ی فوقانی دیوار کاملاً تغییر کرده‌است و نه تنهـا از حالت خطی خارج شده بلکه رونـد افزایشـی آن بـا افزایش عمق نیز تغییر مـی‌کنـد. در تمـامی خـاک‌هـای مورد آزمایش بـا زاویـه‌ی اصـطکاک داخلـی مختلـف، هنگامی که دامنه‌ی جابه‌جایی در حالت سیکلی کوچک اســت (بــه‌عنــوان مثــال $\delta_{max}=\pm\ 1\ mm$)، تغییــرات محسوسی در مقادیر تنش افقی نسبت به حالت سکون دیده نمی‌شود. درحالی‌که در جابه‌جایی‌های بـزرگ‌تـر، این تغییرات حتی در تعـداد سـیکل‌هـای کـم (مـثلا ۵ سیکل) کاملاً محسوس است.

با نگاهی به نمودارهای فوق کاملاً آشکار است که نرخ افزایش تنش در سیکل‌های ابتـدایی زیـاد اسـت و با افزایش تعداد سیکل ایـن نـرخ کـاهش مـی‌یابـد بـه گونــه‌ای کــه در تعــداد ســیکل‌هــای بــالا تغییــرات قابل‌ملاحظه‌ای در افزایش تنش افقی مشاهده نمی‌شود. ایـن فرآینـد بیـانگر تغییـرسـاختار خـاک و رفتـار آن می‌باشد. به‌عبارتی اعمال تغییـرمکـان سـیکلی نـه تنهـا موجب افزایش تراکم خاک می‌شود بلکه سختی خـاک را نیز زیاد می‌کنـد. از طرفـی پیامـد افـزایش تـراکم و سختی، افزایش زاویه‌ی اصـطکاک را بـه‌دنبـال خواهـد داشت. افـت سـطح خـاک مجـاور دیـوار در دسـتگاه آزمایش که در شکل (۲۰) نمایش داده شده نیز بیـانگر این موضوع می‌باشد. بنابراین پس از رسیدن بـه تـراکم معین ناشی از حرکت سیکلی دیوار، پس از آن افزایش تعداد سیکل تأثیر چشـمگیری در مقـدار تـنش جـانبی نخواهد داشت.

پدیـــده‌ی آرچینـــگ. اصـــولاً پدیـــده‌ی آرچینـــگ (قوس‌زدگی) هنگامی در ماسه‌ها اتفاق می‌افتد که ماسه از یک حالت بارگذاری به حالت دیگر انتقال پیدا کنـد که این بارگذاری و باربـرداری تغییراتـی در سـاختار و چیدمان دانه‌ها نسبت به حالت اولیه‌ی ماسـه بـه‌وجـود مـی‌آورد. در ماسـه‌هـای شـل در تغییـرات اولیـه‌ی بارگذاری این حالت سریع‌تر صـورت مـی‌گیـرد و اثـر خود را نشان می‌دهد [16]. در آزمایش‌های انجام‌شـده پدیده‌ی قوس‌زدگی نیز اتفاق افتاد. هنگـامی کـه تغییـر مکان افقی (۱میلی‌متر) یا به‌عبارتی دوران دیوار کوچک می‌باشد در تعداد سیکل‌های کم (۵ سیکل) و یـا حتـی ۲۰ سیکل تغییرات کمـی در سـاختار و بـه تبـع آن در رفتار خاک دیده می‌شود و تنش‌های افقـی ثبـت شـده نسبت به حالت اولیه تغییرات کم‌تری دارد و متناسب با سر بار (وزن خاک بالایی خود) می‌باشد. هرچه تعـداد سیکل‌های بارگذاری یا همان مقدار تغییرمکان بیش‌تـر می‌شود تنش‌های قراءت‌شده از فشارسـنج‌هـا بـیش‌تـر می‌شود و در فشار سنج‌های یک‌سوم میـانی دیـوار بـه حداکثر خود می‌رسد. علی‌رغم متـراکم شـدن خـاک و افزایش وزن مخصوص در فشارسنج‌های انتهایی تـنش افقی کم‌تری نسبت به حالت اولیه ثبت شده اسـت کـه این نشان دهنده‌ی عدم انتقال وزن لایه‌هـای بـالایی بـه قسمت‌هـای پـایینی مـی‌باشـد (زیـر قسـمت حـداکثر تنش‌های قرائت‌شده یا همان ناحیه‌ای که رفتار خاک از حالت خطی به غیرخطی تبدیل شـده اسـت). در واقـع ایـن تغییـر حالـت رفتـاری خـاک مـی‌توانـد پدیـده‌ی قـوس‌زدگـی را ایجـاد کنـد و پـی‌آمـد آن کـاهش در تنش‌های افقی را شاهد باشیم. این پدیده را به گونـه‌ای دیگر نیز می‌توان بیان کرد.



شکل ۲۰ نشست سطحی خاک ناشی از بارگذاری سیکلی(شکل بدون مقیاس است)

در شکل (۲۰) تصویری از افت سطح ماسه در اثر اعمال تغییرمکان سیکلی دیوار و نیز مقادیر اندازه‌گیری شده‌ی آن دیده می‌شود. بدیهی است دلیل این پدیده تمایل ماسه به کاهش حجم و افزایش دانسیته‌ی آن بر اثر بارگذاری سیکلی است. تغییر در تراکم خاک و مقدار آن بستگی به تعداد سیکل و دامنه‌ی تغییرمکان دارد [17]. هم‌چنین بر اساس تحقیقات انجام‌شده مدول برشی خاک در اثر بارگذاری سیکلی افزایش می‌یابد. افزایش مدول برشی منجر به افزایش تنش برشی در یک تغییرمکان ثابت می‌شود [18]. این عامل منجر به ایجاد تنش برشی بیش‌تر بین خاک و دیوار می شود و دانه‌های خاک درگیری بیش‌تری با سطح تماس دیوار خواهند داشت [19]. با توجه به جهت تنش‌های برشی ایجاد شده و تنش‌های اصلی موجود در خاک، چیدمان دانه‌ها و اندرکنش دانه‌های خاک منجر به پدیده‌ی قوس‌زدگی می‌گردد. کمان ایجاد شده شبیه یک پوسته‌ی قوسی‌شکل، وزن لایه‌های خاک بالایی را تا حدی تحمل می‌کند و از انتقال کامل آن به لایه‌های پایینی جلوگیری می‌نماید [20]. به‌عبارتی تنش قائم ناشی از وزن در بخش پایین دیوار کاهش می‌یابد و در نتیجه تنش افقی نیز کاهش می‌یابد. نتایج تحقیق حاضر نیز نشان می‌دهد در ترازهای پایین فشار افقی نه تنها افزایش نمی‌یابد بلکه مقدار آن کاهش می‌یابد.

نتیجه‌گیری

تحقیق حاضر کوششی برای بررسی اثر تغییرمکان‌های سیکلی بر رفتار مصالح دانه‌ای پشت دیوار پل‌های یک‌پارچه می‌باشد. در این‌گونه پل‌ها، تغییرات درجه‌ی حرارت روزانه و فصلی موجب اعمال بارهای سیکلی به خاک‌ریز پشت دیوار می‌شود. نتایج پژوهش به‌صورت خلاصه به شرح زیر بیان می‌شود:

۱- تغییرات تنش افقی در حالت سکون کاملاً خطی است. اما هنگامی که دیوار پل تحت اثر بارگذاری سیکلی قرار می‌گیرد تنش افقی در یک‌سوم میانی ارتفاع دیوار افزایش می‌یابد و سپس به‌تدریج کاهش می‌یابد. به عبارتی حداکثر تنش افقی اندازه گرفته شده در فاصله‌ی ۳۰ تا ۴۰ سانتی‌متری از سطح خاک قرار دارد.

۲- نرخ تغییرات تنش افقی در خاک‌های دانه‌ای با زاویه‌ی اصطکاک داخلی بیش‌تر به‌مراتب کم‌تر از ماسه‌هایی است که در آن φ خاک کم است. به عبارتی در خاک‌های دارای مقاومت برشی کمتر، تأثیر سیکل‌های جابه‌جایی دیوار بر میزان تغییرات تنش افقی بیش‌تر می‌باشد. می توان گفت اصطکاک

بین دانه‌ها خود عامل کاهنده‌ی اثرات بارگذاری سیکلی است. در تغییرمکان برای حالتی که δ برابر ۷ میلی‌متر می‌باشد، مقادیر تنش افقی در تراز ۴۰ سانتی‌متری تا سطح خاک، افزایش می‌یابد.

۳- با افزایش تعداد سیکل‌های رفت و برگشت مقدار تنش افقی هنگامی که دیوار در حالت مقاوم قرار دارد در میانه‌ی دیوار افزایش می‌یابد. دلیل این موضوع افزایش دانسیته‌ی نسبی ماسه است که این نیز به نوبه‌ی خود موجب افزایش زاویه‌ی اصطکاک داخلی ماسه و یا افزایش تنش افقی مقاوم خواهد شد. بدیهی است در خاک‌های دانه-ای با دانسیته‌ی نسبی کم‌تر میل به افزایش تراکم بیش از خاک‌های با دانسیته‌ی بالا است.

٤- در تمامی خاک‌ها با زاویه‌ی اصطکاک مختلف هنگامی که دامنه‌ی رفت و برگشت کوچک است (δ=1mm) تغییرات محسوسی در مقادیر تنش افقی دیده نمی‌شود؛ هر چند با افزایش تعداد سیکل‌های بارگذاری تا حدودی افزایش تنش افقی ملموس است.

۵- در تغییرات سیکلی هر چند در حالت قائم دیوار تنش افقی اندازه‌گیری شده است لیکن اندازگیری وقتی صورت گرفته است که دیوار از حالت فعال به حالت سکون رسیده و تغییرمکان دیوار به سمت خاک بوده و لذا تنش‌های موجود به تنش‌های مقاوم نزدیک‌تر شده است. واضح است که هر چه زاویه‌ی اصطکاک داخلی زیادتر باشد و یا وزن مخصوص خاک افزایش یابد انتظار فزونی تنش مقاوم نیز خواهد بود.

٦- هر چه زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک کم‌تر باشد تأثیرات بارگذاری و تغییرمکان‌های سیکلی بر مقادیر تنش افقی و $k_{0\text{-}y}$ بیش‌تر است.

۷- هرچه دامنه‌ی جابه‌جایی در سیکل‌های رفت و برگشتی بیش‌تر باشد، نقطه‌ی بیشنه‌ی تنش افقی به انتهای دیوار نزدیک‌تر است و در سیکل‌های اولیه نرخ تغییرات تنش در ماسه‌های شل بیش‌تر است.

مراجع

1. Sugimoto, T., Sumiyoshi, T., Sasaki, S., Hiroshima, M. and Yamamura, H., "Increase in the earth pressure by cyclic displacement of wall", Proceedings of the Sino-Japanese Symposium on Geotechnical Engineering in Urban Construction, pp.189-196, (2003).
2. . Sumiyoshi, T., "Behavior of U-type retaining wall subjected to cyclic displacement", Annual Report, Institute of Civil Engineering, Tokyo Metropolitan Government, pp. 69-78, (2005).
3. Fang, Y.S. and Ishibashi, I., "Earth pressure with various wall movements", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 3, pp. 317-333, (1985).
4. Hoppe, E.J. and Gomez, J.P., "Field study of an integral back-wall bridge", Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VA, VTRC 97-R7, (1996).
5. Jaky, J., "The coefficient of earth pressure at rest", Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 335-358, (1948).
6. Mesri, G. and Hayat, T., "Coefficient of earth pressure at rest", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, pp. 647-660, (1993).
7. Worth, C., "General theories of earth of pressure and deformation", Proceedings of 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Madrid, Spain, pp. 33-52, (1973).

8. Mayne, P.W., and Kulhawy, F.H. , "K_0-OCR relationships in soil", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 108(GT6), pp. 135-146, (1982).
9. Hendron, A.J., "The behavior of sand in one-dimensional compression", Ph. D thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA, (1963).
10. Takashi, S. and Taro, U., "Residual earth pressure on a retaining wall with sand backfill subjected to forced cyclic lateral displacement", Soil Stress-Strain Behavior Measurement Modeling and Analysis, Geotechnical Symposium in Roma, pp. 865-874, (2006).
11. Sherif, M.M. and Mackey, R.D., "Pressure on retaining wall with repeated loading", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 103, No. 11, PP. 1341-1343, (1977).
12. England, G.L., Chiu, M., Tsang, C.M., Dunstan, T. and Wan, R., "Drained granular material under cyclic loading with temperature induced soil/structure interaction", ASME, Vol. 50, No. 10, pp. 553-578, (1997).
13. England, G.L. and Bolouri Bazaz, J., "Ratcheting flow of granular materials, static and dynamic properties of gravelly soils", Geotechnical Special Publication No. 56, ASCE, pp. 64-76, (1995).
14. Hanna, A., and Al-Romhein, R., "At-rest earth pressure of over-consolidated cohesionsless soil", *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, Vol. 134, No. 3, pp. 408-412, (2008).
15. Tamura, S., Sakamoto, T. and Hida, T., "Mechanism of earth pressure and sidewall friction acting on an embedded footing in dry sand base on centrifuge testing", Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, (2008).
16. Tatsuoka, F., Masuda, T. and Siddiquee, M.S.A., "Modeling the stress-strain behavior of sand in cyclic plane strain loading", *Journal of Geotechnical and Enviromental Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 5, pp. 450-467, (2003).
17. Michalowski, R., "Coefficient of earth pressure at rest", *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, Vol. 131, No. 11, pp. 1429-1433, (2005).
18. England, G. and Dunstan, T., "Shakedown solutions for soil containing structures as influenced by cyclic temperatures", Proceedings of the 3rd Kerensky conference, Global Trends in Structural Engineering, Singapore, pp. 159-170, (1994).
19. Michalowski, R., and Park, N., "Arching in granular soils", Proceedings, Geomechanics: Modeling and Simulation, ASCE Geotechnical Special Publication, 143, ASCE, Reston, VA., pp. 255-268, (2005).
20. Springman, S.M., Norish, A.R., "Cyclic loading of sand behind integral bridge abutment", TRL. Report No. 146, (1996).